

Zum mechanischen Verhalten von Normalbeton
unter instationärer Wärmebeanspruchung

von

Prof. Dr.-Ing. K. Kordina
Dr.-Ing. U. Schneider⁺)

+) Bericht aus dem Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der
Technischen Universität Braunschweig, Direktor: Prof. Dr.-Ing. K. Kordina.

Vorgetragen von Dr.-Ing. U. Schneider anlässlich des 7. FIP-Kongresses 1974
vom 26. Mai bis 1. Juni in New York.

1. Einleitung

1.1. Stand der Erkenntnisse

Die Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonbauteilen wird auch heute noch im wesentlichen experimentell bestimmt. Mit der Entwicklung leistungsfähiger Rechenanlagen ist es möglich geworden, das Brandverhalten von Bauteilen und Bauwerken auch rechnerisch vorherzusagen. Dabei hat sich jedoch gezeigt, daß selbst die Berechnung einfacher Bauteile häufig zu Ergebnissen führt, die erheblich von den aus experimentellen Untersuchungen bekanntgewordenen Daten abweichen. Diese Erfahrungen haben zu einem stetig wachsenden Interesse bezüglich der Veränderung von Materialeigenschaften bei hohen Temperaturen geführt.

Für das Verhalten von druckbeanspruchten Stahlbetonbauteilen unter Brandbeanspruchung sind naturgemäß die Hochtemperatureigenschaften des Betons von besonderer Bedeutung. Aus diesem Grunde sind in den zurückliegenden Jahren umfangreiche Hochtemperaturuntersuchungen an Betonen durchgeführt worden; eine Fülle von Materialdaten steht zur Verfügung: Soweit die Festigkeitseigenschaften von Betonen betroffen sind, sei hier auf Arbeiten von Zoldners [1], Davis [2], Dougill [3] und Harada [4] hingewiesen. Eine der umfangreichsten Untersuchungen wurde bereits 1956 von Malhotra [5] durchgeführt. Darin wurden vor allem die Einflüsse des Bindemittelgehaltes und Wasserzementfaktors auf die Hochtemperatur- und Restfestigkeiten von Kiesbetonen studiert. Die Beeinflussung der Hochtemperatureigenschaften von Portlandzementbetonen durch Veränderung des Zuschlagmaterials war Gegenstand der von Abrams [6] durchgeführten Untersuchungen. Darüber hinaus hat Abrams auch die Frage des Einflusses einer Vorlast während der Aufheizphase auf die Hochtemperaturfestigkeit studiert. Dabei hat sich gezeigt, daß die unter Vorlast erwärmten Probekörper wesentlich höhere Festigkeiten besitzen als die ohne Vorlast geprüften Probekörper. Untersuchungen über die Zugfestigkeit von Betonen bei hohen Temperaturen wurden aus naheliegenden Gründen nur selten durchgeführt. An dieser Stelle sei lediglich auf die Spalt-Zug-Untersuchungen von Thelandersson [7] hingewiesen.

Das Verformungsverhalten von Betonen bei hohen Temperaturen wurde aufgrund der damit verbundenen versuchstechnischen Schwierigkeiten bisher nur wenig untersucht: Die Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls haben u. a. Philleo [8], Cruz [9], Marechal [10] und Sullivan [11] studiert. Spannungs-Dehnungs-Diagramme von Normalbetonen auf Portlandzementbasis haben Furamura [12] und Weigler [13] ermittelt. Leichtbetone und reine Zementpasten hat Harmathy [14] untersucht.

Das Kriechen von Beton bis zu Temperaturen von 200 °C wurde im Hinblick auf die Anwendung im Spannbeton-Druckbehälterbau intensiv studiert. Zur Beurteilung von Stahlbetonbauteilen unter Brandbeanspruchung sind derartige Untersuchungen jedoch kaum geeignet, weil Bauteile im Brandfall im allgemeinen relativ schnell aufgeheizt werden und nur kurzzeitig einer Temperaturbeanspruchung unterliegen, wobei in der Regel Temperaturen auftreten, die 200 °C wesentlich überschreiten. Für den Spannbeton-Druckbehälterbau ist dagegen nur das Langzeitverhalten von Interesse - die Aufheizphase wurde deshalb in den meisten Untersuchungen dieser Art auch nicht berücksichtigt. Kriechuntersuchungen bis zu Temperaturen von 650 °C hat Cruz [15] durchgeführt. Marechal [16] und Gross [17] haben bei ihren Versuchen maximale Temperaturen von 400 °C verwirklicht. Es ist jedoch zu beachten, daß diese Untersuchungen alle unter stationären Bedingungen durchgeführt wurden, d. h. bei konstanter Temperatur und im wesentlichen konstantem Trocknungszustand der Betonproben. Im Brandfall unterliegt der Beton dagegen sich rasch ändernden Umgebungsbedingungen. Dieses führt - bedingt durch physikalische und chemische Vorgänge - zu fortlaufenden Veränderungen in der Betonstruktur (Vergrößerung der Makro- und Mikrofehlordnung), wodurch sich die strukturellen Voraussetzungen für eine geschlossene Beschreibung des Materialverhaltens ständig ändern [18, 19]. Für die im Brandfall auftretenden Kriechverformungen können die unter stationären Bedingungen ermittelten Kriechwerte deshalb im wesentlichen nur zu qualitativen Aussagen herangezogen werden.

Aus diesem Grunde ist es erforderlich, das Verformungsverhalten des Betons im Hinblick auf den Brandfall in speziellen Untersuchungen, insbesondere auch bei veränderlichen Temperaturen, zu studieren. Hierüber liegen z. Z. noch verhältnismäßig wenige Untersuchungen vor. Allerdings haben Arbeiten von

Weigler [13], Thelandersson [20] und Akhtarrazaman [21] zu bemerkenswerten Ergebnissen geführt, die eine Fortsetzung derartiger Untersuchungen ratsam erscheinen lassen.

1.2. Problemstellung

Im vorhergehenden Abschnitt wurde auf die bisherigen umfangreichen Hochtemperaturuntersuchungen an Betonen hingewiesen. Es geht daraus hervor, daß sich ein großer Teil dieser Arbeiten auf reine Festigkeitsuntersuchungen beschränkt, wohingegen Verformungsuntersuchungen in weitaus geringerem Maße durchgeführt wurden. Weiterhin scheint ein Mangel an theoretischen Studien, die auf eine Analyse der bei hohen Temperaturen zu beobachtenden Materialveränderungen hinauslaufen, vorzuliegen.

Am Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig ist das Hochtemperaturverhalten von Betonen in den zurückliegenden Jahren intensiv studiert worden. Es wurden sowohl theoretische als auch experimentelle Untersuchungen [18, 19] durchgeführt. Im folgenden soll jedoch nur über experimentelle Arbeiten berichtet werden, wobei Verformungsuntersuchungen an einachsigt belasteten Betonprobekörpern unter instationärer Wärmebeanspruchung im Vordergrund stehen.

Bei der Planung der Versuche wurde es für wichtig gehalten, die Hochtemperaturuntersuchungen wenigstens nach drei unterschiedlichen Versuchsmethoden durchzuführen, weil das Verhalten des Betons naturgemäß von einer Anzahl von Parametern beeinflusst wird und deshalb die wesentlichen Einflußgrößen nur durch kombinierte Untersuchungsmethoden ermittelt werden können. Je nach Versuchsführung wird von den drei Parametern Spannung, Dehnung und Temperatur ⁺⁾ jeweils einer gemessen, einer nach einem bestimmten Gesetz veränderlich ("variabel") und einer konstant gehalten. Daraus ergeben sich die drei folgenden Versuchsarten:

⁺⁾ Die Zeit ist durch die experimentell vorgegebenen Aufheiz- und Abkühlgeschwindigkeiten mit der Temperatur verknüpft und braucht in diesem Fall nicht gesondert berücksichtigt zu werden!

Versuchsart I: Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung an Betonproben bei hohen konstant gehaltenen Temperaturen.

Versuchsart II: Ermittlung der Zwängungskräfte in dehnungsbehinderten Betonproben unter Erwärmung.

Versuchsart III: Ermittlung der Verformungen bei Erwärmung einachsiger belasteter Betonproben unter konstanter Belastung.

Auf Bild 1 sind diese drei Versuchsarten schematisch dargestellt. Wir glauben, daß mit diesen drei Versuchsarten gute Voraussetzungen geschaffen werden, um allgemeinere Aussagen über das Hochtemperaturverhalten von Beton zu ge-

Versuchsart	Spannung	Dehnung	Temperatur
I	variabel	gemessen	konstant
II	gemessen	konstant	variabel
III	konstant	variabel	gemessen

Bild 1: Verschiedene Versuchsarten zur Ermittlung des Verhaltens von Beton bei hohen Temperaturen

Different high temperature test methods for concrete

Méthodes différentes pour déterminer le comportement du béton à des températures élevées

winnen. Dieses ist im Hinblick auf die Ermittlung von Materialgleichungen, die den außerordentlich komplexen Zusammenhang zwischen Spannungen und Dehnungen bei Betonbauteilen unter instationärer Wärmebeanspruchung wiedergeben, von grundlegender Bedeutung, weil eine rechnerische Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonbauteilen nur dann Aussicht auf Erfolg hat, wenn die Materialeigenschaften der verwendeten Werkstoffe hinreichend bekannt sind.

2. Versuchsaufbau

2.1. Beschreibung der Versuchsanlage

Die Untersuchungen wurden an einer neu entwickelten Hochtemperaturprüfanlage durchgeführt. Die Anlage besteht aus einer hydraulischen Belastungseinrichtung, einem elektrisch beheizten, regelbaren Kammerofen und einer elektronischen Meß- und Registriereinrichtung:

Als Belastungseinrichtung dient eine 100 Mp-Hydraulik-Prüfmaschine mit eingebauter Lastkonstanthaltung. Zur genauen Einstellung der Belastung wurde das zur Presseneinrichtung gehörende Pendelmanometer durch eine Kraftmeßdose ergänzt. Die Kraftmeßdose ist außerhalb des Kammerofens direkt über dem Probekörper eingebaut, so daß ein guter Kraftfluß gewährleistet ist. Auf Bild 2 ist die Anlage nach Einbau einer Betonprobe dargestellt.



Bild 2: Belastungseinrichtung und Kammerofen des Hochtemperaturprüfstandes

High temperature testing equipment for concrete

Poste d'essais pour déterminer le comportement du béton à des températures élevées

Die maximal erreichbare Ofentemperatur beträgt fast 1000 °C. Eine Untersuchung der Temperaturverteilung hat ergeben, daß im mittleren Bereich des Ofens über eine Meßlänge von 300 mm bei dieser Temperatur in axialer Richtung Temperaturdifferenzen von ± 20 K zu erwarten sind, bei Temperaturen bis zu 600 °C liegen die Differenzen jedoch unter ± 10 K. Die Temperaturverteilung ist somit relativ homogen, so daß alle Anforderungen hinsichtlich einer Isothermie der Probekörper während der Versuche als erfüllt angesehen werden können. Die Temperaturregelung erfolgt durch einen Zweipunktregler, wobei als Regelsignal bei den hier berichteten Versuchen stets die Oberflächentemperatur der Probekörper verwendet wurde.

Zu der Anlage gehört ein Hochtemperaturdilatometer, das insbesondere für Verformungsmessungen an belasteten Betonprobekörpern bei veränderlichen Temperaturen geeignet ist. Zu diesem Dilatometersystem gehören folgende Bauelemente: Wegabnehmer, vier Meßfühler aus Kieselglas, zwei induktive Wegaufnehmer und ein Parallellenkensystem. Auf Bild 2 sind die zur Betonprobe parallellaufenden Meßfühler zu erkennen. Die Meßwerte werden während der Versuche fortlaufend registriert. Gleichzeitig können sie von einer Digitalanzeige abgelesen werden.

2.2. Beschreibung der Probekörper und des Mischungsaufbaues

Im Hinblick auf die Reproduzierbarkeit der Versuche wurde der Herstellung der Probekörper und dem Mischungsaufbau besondere Aufmerksamkeit geschenkt.

Bei mechanischen Untersuchungen an Betonen spielt die Probekörperform und -größe eine erhebliche Rolle. Das Bruchverhalten von Proben geringer Höhe wird beispielsweise ganz wesentlich durch die Reibungsverhältnisse zwischen Probenstirnfläche und Druckstempel bestimmt. Untersuchungen haben ergeben, daß Schlankheitsgrade zwischen 3 und 5 für Betonuntersuchungen am besten geeignet sind. Die kleinste Probenabmessung dagegen hängt von der Größe des Zuschlagstoffes ab, dabei sollte der Durchmesser des größten Korns $1/5$ der kleinsten Probenabmessung nicht überschreiten. Aus betontechnologischen Gründen sollte das Größtkorn bei Betonmischungen jedoch nicht unter

15 mm liegen, so daß sich für die vorliegenden Untersuchungen ein Probendurchmesser von 80 mm anbot. Die Probenlänge wurde auf 300 mm festgelegt. Es sei hier erwähnt, daß von vielen Forschern bei Hochtemperaturuntersuchungen zu kleine Probekörper verwendet wurden, die nicht mehr aus praxisgerechten Betonmischungen sondern aus Mörtel hergestellt werden mußten. Nach den vorliegenden Erfahrungen scheint eine Anwendung von Ergebnissen derartiger Untersuchungen für die Beurteilung von Stahlbetonbauteilen im Brandfall nicht ohne weiteres möglich zu sein.

Für die hier gewählten Probekörperabmessungen ergaben sich bei den Versuchen mit einer Aufheizgeschwindigkeit von 2 K/min radiale Temperaturdifferenzen von rund 50 K. Diese Unschärfe wurde jedoch bewußt in Kauf genommen, weil nach [18] eine Beeinflussung der Meßergebnisse durch Temperaturspannungen nicht zu befürchten war. In jeden Probekörper waren insgesamt 5 Thermoelemente einbetoniert. Die Versuchstemperatur wurde durch Mittelwertbildung aus diesen 5 Meßstellen berechnet.

Der Mischungsaufbau der verwendeten Betonmischung geht aus Tafel 1 hervor. Als Zuschlagmaterial fand Kies aus dem norddeutschen Raum ⁺⁾ mit einem

T a f e l 1

Mischungsaufbau der verwendeten Betonprobekörper

Portlandzement 350 F	340 kg m ⁻³
Kieszuschlag 0 - 3 mm	625 kg m ⁻³
Kieszuschlag 3 - 7 mm	480 kg m ⁻³
Kieszuschlag 7 - 15 mm	735 kg m ⁻³
Wasserzementfaktor	~ 0,5
Ausbreitmaß	35,5 ± 1 cm

⁺⁾ Kies aus den Gruben Wedtlenstedt und Sonnenberg bei Braunschweig.

SiO₂-Gehalt von rund 85 % Verwendung. Die Probekörper wurden in einer Stahlschalung stehend betoniert und durch Rütteln auf dem Hochfrequenz-tisch 25 s lang verdichtet. Nach dem Ausschalen wurden die Proben 7 Tage lang unter Wasser gehalten und danach bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchtigkeit in einem Klimaraum gelagert.

Die Festigkeit der zu Vergleichszwecken hergestellten Würfel mit 20 cm Kantenlänge lag nach 28 Tagen bei $530 \pm 25 \text{ kp cm}^{-2}$. Geprüft wurde im Betonalter von 240 bis 300 Tagen. Die Vergleichsfestigkeit der Würfel lag in diesem Zeitraum bei ungefähr 560 kp cm^{-2} . Der mittlere Feuchtigkeitsgehalt der Betonprobekörper wurde durch Trocknung von Vergleichskörpern im Trockenschrank bei 105 °C zu $2,3 \pm 0,3 \%$ bestimmt.

3. Versuchsdurchführung und Ergebnisse

3.1. Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton bei hohen Temperaturen

Nach Abschnitt 1.1 wurde das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen bereits von mehreren Forschern untersucht, so daß die eigenen Versuchsergebnisse nur kurz diskutiert werden sollen: Die Probekörper wurden unbelastet mit 2 K min^{-1} aufgeheizt und danach 2 bis 3 Stunden bei Versuchstemperatur gehalten. Anschließend wurden sie im heißen Zustand, d. h. ohne vorherige Abkühlung, geprüft, wobei die Belastungsgeschwindigkeit so gewählt wurde, daß sich Versuchszeiten von 15 bis 20 Minuten ergaben.

Bei allen Versuchen ging der Bruch durch die Mitte der Probe, wobei durchweg eine kegelförmige Bruchausbildung zu beobachten war. Auf der Abbildung 3 ist ein Probekörper im Augenblick des Versagens festgehalten. Allerdings handelt es sich hierbei um einen Demonstrationsversuch, der nur bei Raumtemperatur durchgeführt wurde. Der verwendete Betonprobekörper war einen Tag zuvor kurzzeitig auf 760 °C erwärmt worden. Deutlich ist jedoch auch

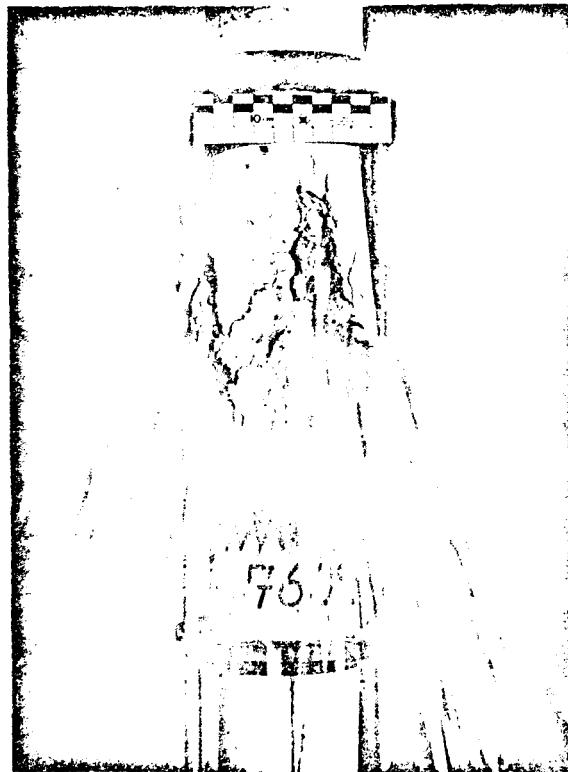


Bild 3: Kegelförmige Bruchausbildung eines beheizten Betonprobe-
körpers im Druckversuch

Conical fracture of a heated concrete specimen under
compression

Rupture conique d'une éprouvette de béton chauffée
soumise à un essai de compression

hier die kegelförmige Bruchausbildung zu erkennen, wie sie bei den im heißen Zustand geprüften Betonprobekörpern in der Regel beobachtet wurde. Weiterhin erkennt man rechts und links der Probe die Meßfühler des Dilatometersystems.

Auf Bild 4 sind einige Versuchsergebnisse dargestellt. Daraus geht das typische Verhalten des Normalbetons bei hohen Temperaturen hervor: Mit zunehmender Temperatur ist eine deutliche Abnahme von Festigkeit und Elastizität festzustellen, wohingegen die Verformungsfähigkeit bzw. Plastizität erheblich

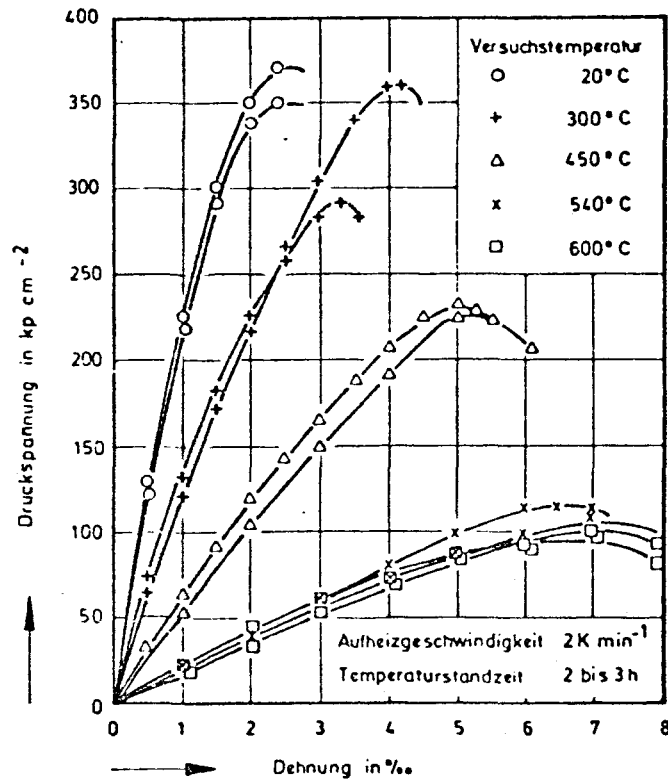


Bild 4: Spannungs-Dehnungs-Diagramm von Normalbeton bei hohen Temperaturen

Stress-strain relationship in compression of normal structural concrete

Diagramme contrainte-déformation de béton normal à des températures élevées

ansteigt. Bei 600 °C sind nach den vorliegenden Messungen Bruchstauchungen in der Größenordnung von 8 ‰ zu erwarten. Dieses Verhalten wird im folgenden näher untersucht. Auf Bild 5 sind deshalb Bruchdehnungen von verschiedenartigen Betonen und hydratisierter Portlandzementpaste in Abhängigkeit von der Temperatur dargestellt. Erwartungsgemäß treten die größten Verformungen bei Probekörpern aus reiner Zementpaste auf. Die demgegenüber verminderte Verformungsfähigkeit des Betons läßt sich weitgehend durch eine Art von Reißbremsung des Zuschlagmaterials erklären, worauf an dieser Stelle jedoch nicht eingegangen werden soll. Es ist bemerkenswert, daß nach den vorliegenden Versuchen die Bruchstauchungen von Normalbeton und Konstruktionsleichtbeton bei hohen Temperaturen keine wesentlichen Unterschiede aufweisen. Offensichtlich spielt die thermisch bedingte Zersetzung der Zementsteinphase hinsichtlich der Plastizität eine entscheidende Rolle, wohingegen die Zuschlagmaterialien diesbezüglich als weitgehend inert anzusehen sind.

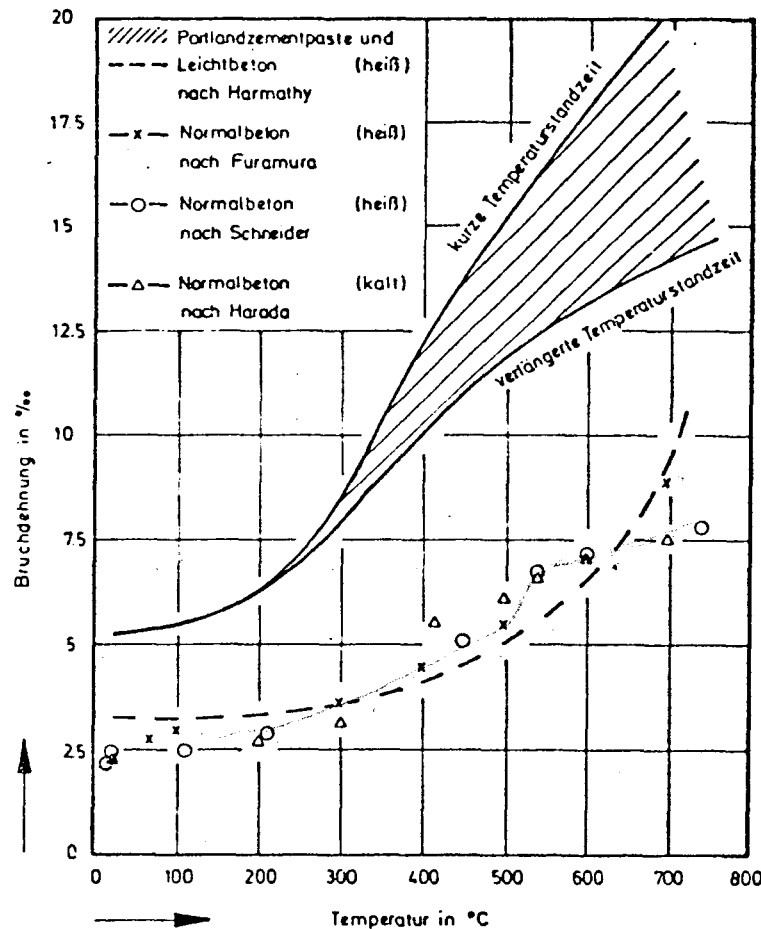


Bild 5: Bruchdehnung von verschiedenen Betonen und Portlandzementpaste bei hohen Temperaturen

Deformation at fracture in compression of hydrated Portland cement and of different types of concrete at elevated temperatures

Allongement de rupture des bétons différents et du ciment Portland hydratisé à des températures élevées

Die Größe der Bruchstauchung gilt schon unter Normaltemperatur als ein nur ungefähr zu bestimmender Wert. Unter der zusätzlichen Einwirkung von hohen Temperaturen in Verbindung mit unterschiedlichen Aufheizgeschwindigkeiten und Temperaturstandzeiten werden diese Meßwerte umso unsicherer und stark streuend. Aus theoretischen Gründen ist bei hohen Aufheizgeschwindigkeiten eine Verringerung der Bruchstauchungen zu erwarten [19].

Nach Harmathy [14] führt eine verlängerte Temperaturstandzeit bei reinen Portlandzementproben ebenfalls zu kleineren Bruchstauchungen, was durch Entstehung neuer Bindungen während der Stabilisierungsphase der einzelnen Komponenten und Phasen zu begründen wäre. Versuche mit Betonproben haben diese Tendenz jedoch nicht bestätigt. Es ist daher anzunehmen, daß dieser Einfluß insgesamt gesehen nur klein ist und vielfach noch im Rahmen der Meßgenauigkeit, die bei derartigen Messungen überhaupt eingehalten werden kann, liegen

dürfte. Eine Verifizierung der angedeuteten Tendenzen kann daher erst nach Schaffung experimenteller Voraussetzungen für Untersuchungen mit noch größeren Meßgenauigkeiten erfolgen.

3.2. Zwängungen bei Erwärmung dehnungsbehinderter Betonproben

Von großem theoretischen Interesse und darüber hinaus von erheblicher praktischer Bedeutung ist die Frage der Relaxation bei hohen Temperaturen. Im Fall instationärer Temperaturbeanspruchung erfährt diese Frage naturgemäß eine wesentliche Erweiterung, weil es dann nicht mehr allein darum geht, eine konstante Verformung während eines im allgemeinen monotonen Spannungsabfalles aufrecht zu erhalten, vielmehr muß zu jedem Zeitpunkt Kompatibilität zwischen thermischer und elasto-plastischer Verformungsgeschwindigkeit hergestellt werden. Dem herkömmlichen Relaxationsproblem überlagert sich somit das Problem des zeitkonform ablaufenden inneren Spannungs- und Verformungsausgleichs in dehnungsbehinderten Bauteilen. Hierüber gibt es - soweit der Stahlbetonbau betroffen ist - nur wenige Untersuchungen an massiven Fertigteilen unter Brandbeanspruchung. Insbesondere sei hier auf die Arbeiten von Issen [22] und Selvaggio [23] hingewiesen.

Versuche an Betonprobekörpern mit im wesentlichen homogener Temperaturverteilung während der Aufheizung sind bisher nicht bekannt geworden. Dabei dürften u. a. die damit verbundenen experimentellen Schwierigkeiten eine Rolle gespielt haben. Es ist jedoch von grundsätzlichem Interesse, derartige Untersuchungen durchzuführen. Einerseits lassen sich aus Zwängungsmessungen an kleinen Betonproben unter Umständen schon ausreichende Angaben über die Größenordnung der zu erwartenden Zwängungen in Stahlbetonbauteilen unter Brandbeanspruchung gewinnen, zum anderen können mit dieser Untersuchungsmethode auch wichtige charakteristische Materialeigenschaften des Betons transparent gemacht werden. Dieses ist z. B. für die Aufstellung von Materialgleichungen von grundlegender Bedeutung.

In den hier berichteten Versuchen entsprechend der Versuchsart II (vgl. Bild 1) wurden die Betonprobekörper zunächst einer definierten Anfangsbelastung unterworfen, wobei gleichzeitig die Anfangsverformungen gemessen wurden. Danach wurde mit der Aufheizung begonnen. Durch eine kontinuierliche

Veränderung der äußeren Belastung wurde diese Anfangsverformung während der gesamten Aufheizphase konstant gehalten, d. h. jegliche thermische Dehnung wurde durch zusätzliche, hydraulisch aufgebrachte Zwängungskräfte verhindert. Auf Bild 6 sind die ermittelten Zwängungen in Abhängigkeit von der Versuchsdauer dargestellt. Man erkennt daran, daß die Zwängungen

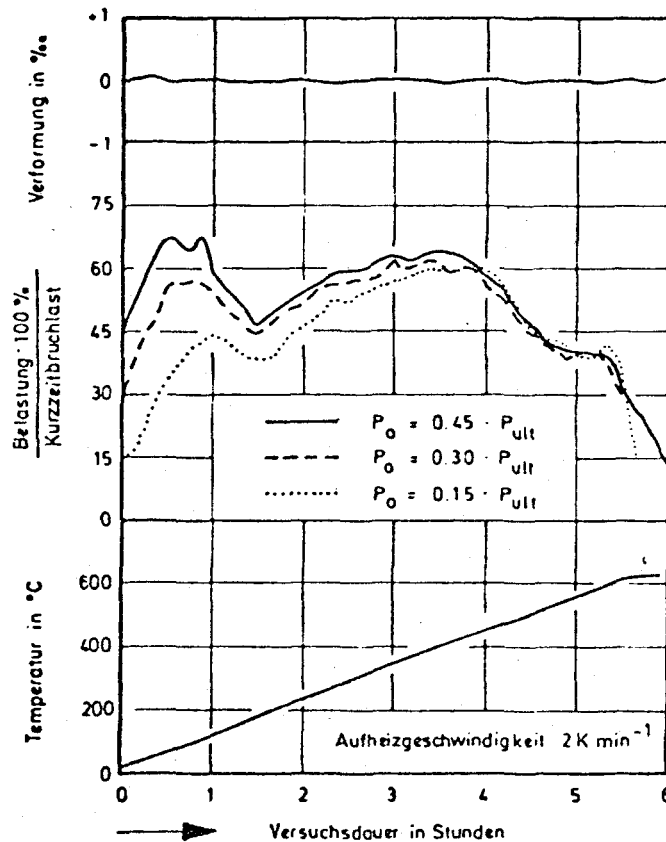


Bild 6: Zwängungskräfte bei beheizten Betonprobekörpern bei vollständiger Dehnungsbehinderung

Restraint forces appearing in heated restrained concrete specimens

Forces de coaction dans des éprouvettes de béton chauffées, totalement entravées à la dilatation

schon wenige Minuten nach Beginn der Aufheizung erheblich ansteigen und Werte erreichen, die mehr als das Vierfache der Anfangsbelastung betragen können. Bei hoher Anfangsbelastung ist die relative Zunahme in den Zwängungen naturgemäß am geringsten, wohingegen die Absolutwerte der Zwängungskräfte

Maximalwerte erreichen. Dieses Verhalten wurde bereits in neueren rheologischen Hochtemperaturuntersuchungen [24] theoretisch begründet, worauf an dieser Stelle nur hingewiesen werden soll.

Die Zwängungsuntersuchungen haben weiterhin ergeben, daß die zeitliche Entwicklung der Zwängungen auch bei linearer Aufheizung keinesfalls kontinuierlich erfolgt, sondern eng mit den im Beton stattfindenden Entwässerungs- bzw. Dehydratationsvorgängen verbunden ist. Aus diesem Grunde nehmen die Zwängungen im Temperaturbereich von 100 bis 200 °C zunächst wieder ab, ein Effekt, der im wesentlichen durch die in diesem Bereich einsetzende Verdampfung des Kapillarwassers und damit in Verbindung stehenden Schwinderscheinungen erklärt werden kann. Bei weiterer Temperaturerhöhung steigen die Zwängungen erneut an und erreichen Maximalwerte, die bei 60 und 70 % der Kurzzeitbruchlast bei Raumtemperatur liegen. Das Maximum der Zwängungskräfte tritt bei Temperaturen um 450 °C auf. Ab 500 °C überwiegen Kriechen und Relaxation, d. h. obwohl die Temperaturen weiter ansteigen, nehmen die Zwängungen laufend ab. Die thermisch bedingte Ausdehnungsgeschwindigkeit wird in dieser Phase von der infolge der thermischen Zersetzung des Betons stark ansteigenden Kriechgeschwindigkeit übertroffen. Allerdings geschieht dies auch nicht kontinuierlich. Bei Verwendung quarzhaltigen Zuschlagmaterials tritt häufig bei 573 °C noch ein kleiner Peak in den Zwängungen auf, der durch die bei dieser Temperatur stattfindende Quarzumwandlung und der damit verbundenen spontanen Volumendehnung erklärt werden kann.

Bei Bränden in Gebäuden unterliegen die Stahlbetonbauteile unterschiedlichen Wärmebeanspruchungen. Es stellt sich daher die Frage, welchen Einfluß unterschiedliche Aufheizgeschwindigkeiten auf die Entwicklung von Zwängungen besitzen. Aus diesem Grunde wurden Versuche mit unterschiedlichen Aufheizgeschwindigkeiten (1, 2 und 4 K min⁻¹) durchgeführt. Die Versuchsergebnisse sind auf Bild 7 dargestellt. Offensichtlich wird das absolute Maximum in den Zwängungen nur unwesentlich von der Aufheizgeschwindigkeit beeinflusst. Entscheidend für die Zwängungen ist demnach nicht die Beanspruchungszeit sondern die Beanspruchungstemperatur. Lediglich bei Beginn der Aufheizung scheint es bei schnellen Aufheizvorgängen zu höheren Zwängungen zu kommen als bei langsamen Aufheizvorgängen. Dieses deutet auf einen engen

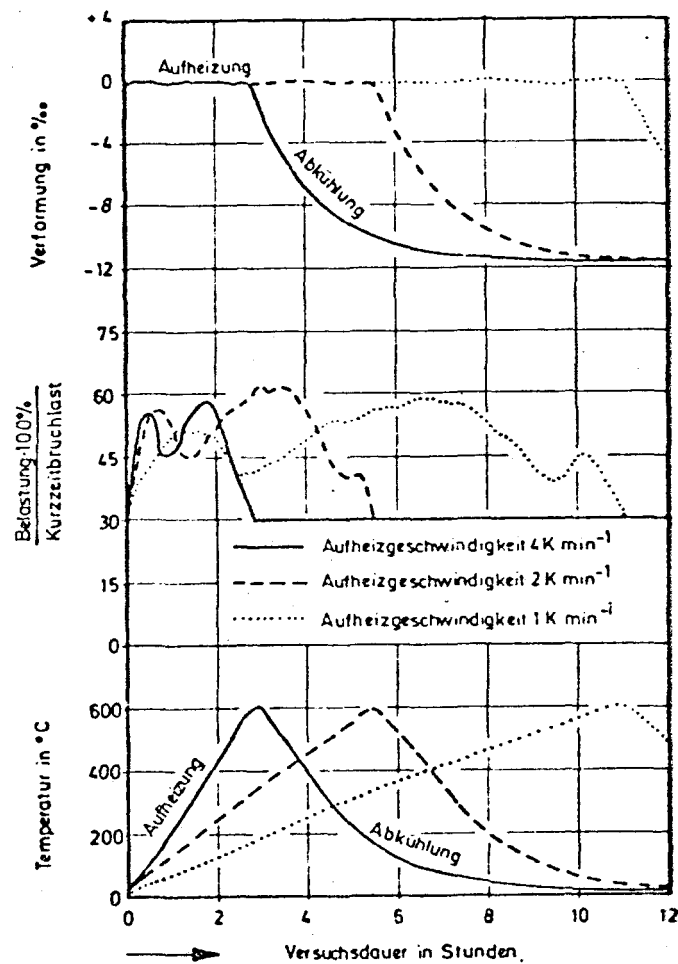


Bild 7: Zwängungskräfte bei unterschiedlich beheizten Betonprobekörpern

Restraint forces appearing in heated restrained concrete specimens at different heating rates

Forces de coaction dans des éprouvettes de béton se montrant à des vitesses différentes de chauffage

Zusammenhang zwischen Betonfeuchtigkeit und Zwängungen hin, was aus diesem Grunde näher untersucht wurde:

Zu diesem Zweck wurden gleichartige Betonprobekörper einer bestimmten Vorbehandlung unterworfen: Einige Probekörper wurden vor den Versuchen bei 105 °C bis zur Gewichtskonstanz getrocknet, andere dagegen zunächst 7 Tage unter Wasser und dann 14 Tage im Klimaraum bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchtigkeit gelagert. Bei den wassergelagerten Proben wurde eine Wasseraufnahme von 2,7 Gewichtsprozent festgestellt. Nach der Vorbehandlung wurden mit den

Proben identische Zwängungsversuche durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Versuche sind auf Bild 8 dargestellt. Die bei den vorher diskutierten Zwängungsmessungen beobachteten Phänomene lassen sich anhand dieser Versuche deutlich identifizieren. Der bei 105 °C vorgetrocknete Beton erreicht schon nach Erwärmung auf ungefähr 100 °C Zwängungsspitzen, die bei über 70 % seiner Kurzzeitbruchlast liegen. Dieser Zwängungsspeak baut sich allerdings relativ

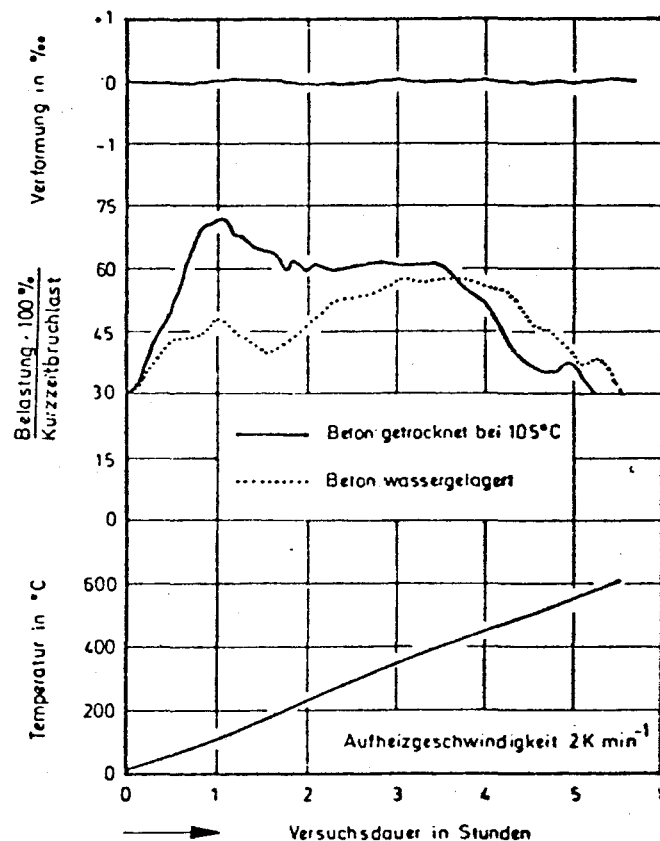


Bild 8: Zwängungskräfte bei beheizten Betonprobekörpern nach unterschiedlicher Vorbehandlung

Restraint forces appearing in heated restrained concrete specimens after different pretreatment

Forces de coaction dans des éprouvettes de béton chauffées après des traitements différents

rasch ab. Bis zu Temperaturen von etwa 450 °C bleiben die Zwängungen dann nahezu konstant, um schließlich noch weiter zurückzugehen. Ganz anders dagegen ist das Verhalten des wassergelagerten Betons. Die künstlich erhöhte

Betonfeuchtigkeit führt offensichtlich zu einer erhöhten Gleitfähigkeit in der Makro- bzw. Mikrostruktur, so daß der bei weniger feuchten oder sogar vorgetrockneten Probekörpern festgestellte Zwängungspeak bei etwa 100 °C in diesem Fall wesentlich geringer ausfällt. Weiterhin tritt - wie auch bei Versuchen mit normal gelagerten Betonproben beobachtet - im Temperaturbereich von 100 bis 200 °C ein deutliches Minimum in den Zwängungen auf, das, wie schon erwähnt, ursächlich mit den zur Kapillarentwässerung parallellaufenden Schwindvorgängen verknüpft zu sein scheint. Das absolute Maximum in den Zwängungen tritt ähnlich wie bei den auf Bild 6 dargestellten Versuchen bei rund 450 °C auf. Danach nehmen die Zwängungen schnell ab, wobei gegenüber den vorgetrockneten Betonproben eine Verschiebung in Richtung höherer Temperaturen zu beobachten ist. Dieser Effekt ist insgesamt gesehen jedoch nur von geringem Einfluß.

3.3. Gesamtverformung belasteter Betonproben unter instationärer Wärmebeanspruchung

Verformungsmessungen an einachsigt belasteten Betonproben unter instationärer Wärmebeanspruchung wurden bisher nur von Weigler [13] durchgeführt. Allerdings waren die verwendeten Probekörper relativ klein (50 mm Ø und 70 mm lang), so daß eine direkte Übertragung der Meßergebnisse auf massive Betonbauteile nicht ohne Einschränkungen möglich erscheint. Die für die vorliegenden Versuche gewählten Probekörperabmessungen ließen demzufolge verbesserte Ergebnisse erwarten. Auf Bild 9 ist die Gesamtverformung von druckbeanspruchten Betonproben bei Aufheizung mit 2 K min^{-1} dargestellt. Die Probekörper waren während der Versuche mit jeweils 0 bis 60 % ihrer Kurzzeitfestigkeit bei Raumtemperatur belastet. Im Fall $P = 0 \%$ wurde somit nur die thermische Dehnung des Betons gemessen, für $P > 0 \%$ überlagern sich dagegen der reinen Dehnung lastabhängige Verformungsanteile, die letztlich bis zum Versagen der Probe führen.

Die thermische Dehnung des hier untersuchten Betons steigt bis 600 °C an und bleibt dann nahezu konstant bzw. nimmt sogar wieder etwas ab. Die maximale Dehnung liegt bei etwa 16 ‰, eine Folge des hohen Quarzanteils im Zuschlagmaterial. Die Messungen stimmen mit den aus der Literatur bekannten

Werten [25] gut überein, wobei insbesondere darauf hingewiesen werden sollte, daß nach Winkler [26] auch der reine Quarz oberhalb 600 °C einen geringfügigen Rückgang in der Dehnung aufweist.

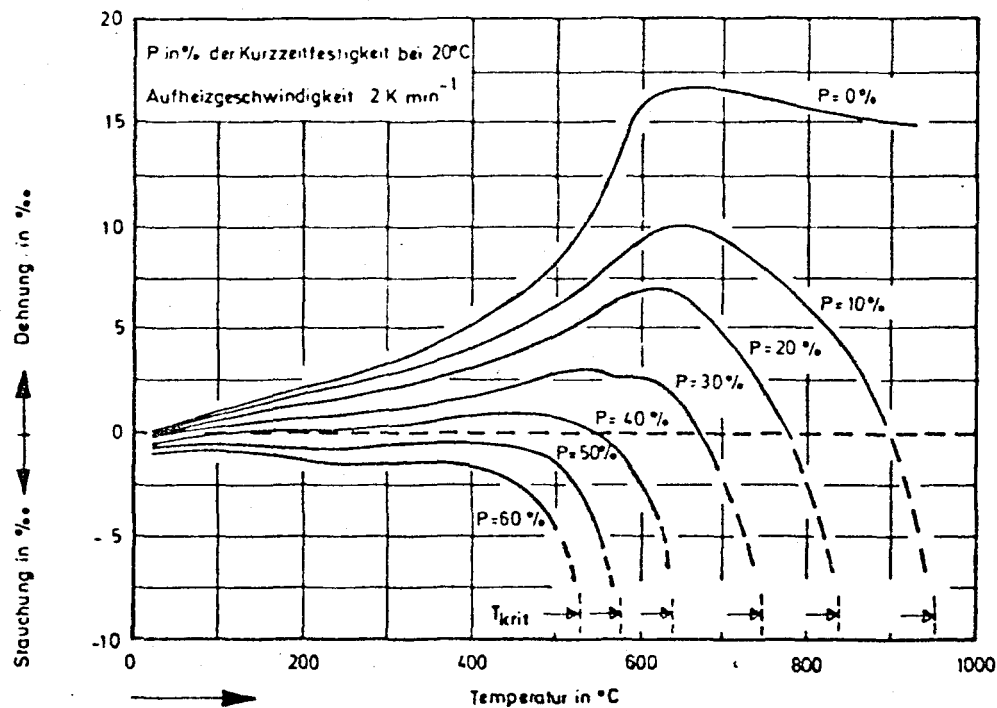


Bild 9: Gesamtverformung von beheizten Betonprobekörpern unter Druckbeanspruchung

Total deformation of heated concrete specimens under load

Déformation totale des éprouvettes de béton chauffées soumises à une charge de compression

Belastete Betonproben zeigen während der Aufheizung naturgemäß zunächst geringere Verformungen, wobei die Dehnungen mit zunehmendem Belastungsgrad erheblich zurückgehen. Im Bereich von 100 bis 300 °C scheint die Verformungsgeschwindigkeit sogar ein relatives Minimum zu durchlaufen, eine Erscheinung, die ursächlich mit den in diesem Temperaturbereich stattfindenden Entwässerungsreaktionen im Zusammenhang steht. Auf die grundsätzlichen Zusammenhänge zwischen diesen Beobachtungen mit jenen, die bei den vorhergehenden Zängungsuntersuchungen gemacht wurden (vgl. Abschnitt 3.2), sei hier nur hingewiesen. Das absolute Minimum der Verformungsgeschwindigkeit tritt in Abhängigkeit vom Belastungsgrad bei wesentlich höheren Temperaturen auf,

wobei im Bereich um 573 °C bei Betonen mit Quarzzuschlägen manchmal noch gewisse Unstetigkeiten beobachtet werden können. Bei rund 60 % Belastung schwankt die Verformungsgeschwindigkeit bis ungefähr 400 °C um Null, d. h. die gesamte thermische Dehnung wird durch im wesentlichen plastische Verformungen kompensiert. Dieses bestätigt indirekt die Ergebnisse des Abschnittes 3.2, in dem durchweg festgestellt worden war, daß die Verformungsgeschwindigkeit gegen Null geht, wenn Zwängungen in der Größenordnung von 60 % bis 70 % der Kurzzeitbruchlast auftreten (vgl. Bild 6 und Bild 9).

Bevor ein Versagen der Betonprobe eintritt, nimmt die Verformungsgeschwindigkeit negative Werte an, d. h. obwohl die Temperaturen weiter ansteigen, ist eine thermische Dehnung der belasteten Probe nicht weiter möglich. Die physikalisch und chemisch bedingte Desintegration der Betonstruktur ist in diesem Stadium so weit fortgeschritten, daß der mit zunehmender Fehlordnung verbundene Anstieg der Kriechgeschwindigkeit ⁺⁾ alle anderen Geschwindigkeitsanteile übertrifft und letztlich zum Versagen des Betons führt. Beim Erreichen der kritischen Betontemperatur wird die Verformungsgeschwindigkeit theoretisch unendlich groß, d. h. die unter konstanter Belastung stehende, beheizte Betonprobe verliert ihre Tragfähigkeit. Auf Bild 9 sind kritische Betontemperaturen für den hier untersuchten Beton eingezeichnet. Es muß jedoch darauf hingewiesen werden, daß die angegebenen Werte grundsätzlich von Hochtemperaturfestigkeitswerten zu unterscheiden sind, weil diese unter völlig anderen Versuchsbedingungen (im wesentlichen entsprechend Versuchsart I, vgl. Abschnitt 3.1) ermittelt werden. Weiterhin sei erwähnt, daß die kritischen Betontemperaturen naturgemäß mit zunehmender Aufheizgeschwindigkeit ansteigen. Zum besseren Verständnis dieser Beobachtung sei an dieser Stelle aus Platzgründen lediglich auf die entsprechende Literatur [19] hingewiesen.

Bei einigen Versuchen wurde vor Erreichen der kritischen Betontemperatur die Heizung abgeschaltet. Anschließend wurden die Betonproben unter Last im Ofen langsam abgekühlt. Während der Abkühlphase wurden die Stauchungen gemessen.

+) Das Kriechen in dieser Phase wird nach Neville als tertiäres Kriechen bezeichnet. Davon zu unterscheiden sind das primäre und das sekundäre Kriechen. Diese zeitabhängigen Verformungen werden in der ersten und zweiten Phase nach einer Lastaufbringung beobachtet und können durch eine degressive bzw. konstante Kriechgeschwindigkeit charakterisiert werden.

Dabei wurde festgestellt, daß während dieser Abkühlung unter Last Betonstauchungen in der Größenordnung von $10 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$ auftreten können, ohne daß ein Versagen der Betonproben eintritt. Auf Bild 10 sind die Ergebnisse von solchen Versuchen wiedergegeben. Wie man sieht, hängt die Größe der Betonstauchungen von der erreichten Maximaltemperatur und vom Belastungsgrad ab.

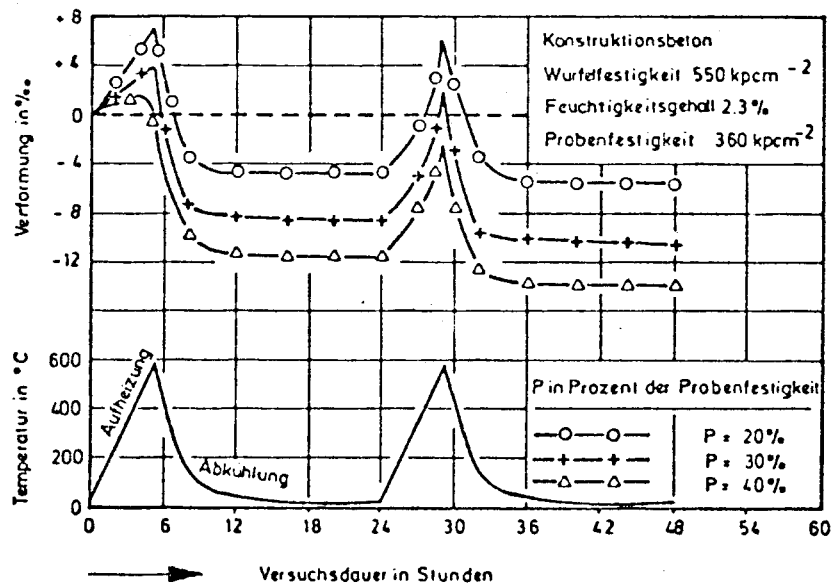


Bild 10: Verformung von periodisch beheizten Betonprobekörpern unter konstanter Belastung

Deformation of cyclically heated concrete specimens under load

Déformation des éprouvettes de béton périodiquement chauffées soumises à une charge de compression

Weiter geht aus Bild 10 hervor, daß während der ersten Aufheizperiode, in Abhängigkeit vom Belastungsgrad, unterschiedliche Betondehnungen auftreten. In der zweiten Aufheizperiode ist das offenbar nicht der Fall! Unabhängig vom Belastungsgrad wurden bis zur Maximaltemperatur von $550 \text{ }^{\circ}\text{C}$ Dehnungen von rd. $10 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$ gemessen. Dieses Verhalten deutet darauf hin, daß in der zweiten Versuchsperiode im wesentlichen nur noch reversible Verformungsanteile gemessen wurden, denen sich lediglich eine verhältnismäßig geringfügige Stauchung (bedingt durch die Rißfortpflanzung) überlagert. Dieses differenzierte Verformungsverhalten des Betons im ersten und zweiten Temperaturzyklus läßt sich nur durch physikalische und chemische Prozesse erklären, die, soweit

chemische Umsetzungen betroffen sind, vornehmlich im ersten Temperaturzyklus ablaufen. Das Verformungsverhalten bei hohen Temperaturen bzw. im Brandfall wird demzufolge entscheidend von den im Beton ablaufenden Reaktionen bzw. Entwässerungsvorgängen und damit verknüpften Wärme- und Stofftransportvorgängen beeinflusst, wobei das gesamte im Beton vorliegende Wasser, d. h. sowohl die physikalisch als auch die chemisch gebundenen Wasseranteile von Einfluß zu sein scheinen.

Daß das gesamte im Beton in unterschiedlicher Form vorliegende Wasser für die aufgezeigten Verformungsvorgänge tatsächlich von entscheidender Bedeutung ist, geht aus Bild 11 hervor: Einige Betonproben wurden nach zwei unter konstanter Belastung durchfahrenen Temperaturzyklen (vgl. Bild 11, 1. und 2. Versuch) einer bestimmten Nachbehandlung unterzogen und dann erneut geprüft. Die willkürlich ausgewählten Proben wurden dabei zunächst 7 Tage unter Wasser und daran anschließend 14 Tage im Klimaraum bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchtigkeit gelagert. Während der Wasserlagerung wurde eine Gewichtszunahme von 7 % festgestellt. Der Gewichtsverlust während der daran anschließenden Luftlagerung betrug 2,3 %, so daß während der Nachbehandlung insgesamt 4,7 % Wasser aufgenommen wurden. Die Wasseraufnahme war zweifellos mit einer gewissen Rehydratation verbunden, darauf hinzielende strukturelle Untersuchungen wurden jedoch nicht durchgeführt, so daß hierüber keine genauen Angaben gemacht werden können, was im Hinblick auf die Zielsetzung dieses Berichts jedoch auch nicht erforderlich zu sein scheint. Bei Prüfung der nachbehandelten Betonproben wurde erneut ein hohes Verformungsvermögen festgestellt (vgl. Bild 11, 3. Versuch). Die Verformungen des 3. Versuches waren beispielsweise mit denen des 1. Versuches durchaus vergleichbar, und erst im 4. Versuch stellten sich wieder ähnliche Verhältnisse wie im 2. Versuch ein, d. h. es wurden im wesentlichen nur noch reversible Verformungsanteile gemessen.

Abschließend sei noch bemerkt, daß in keinem der hier berichteten Versuche von Bild 10 und 11 ein vorzeitiges Versagen der Betonproben beobachtet wurde, obwohl mehrere Temperaturzyklen bei gleichzeitiger Belastung der Proben durchfahren wurden. Der Beton war jedoch schon nach dem ersten Temperaturzyklus von Rissen durchsetzt und zeigte äußerlich erhebliche Zerstörungerscheinungen. Es wird angenommen, daß die konstante einachsige Druck-

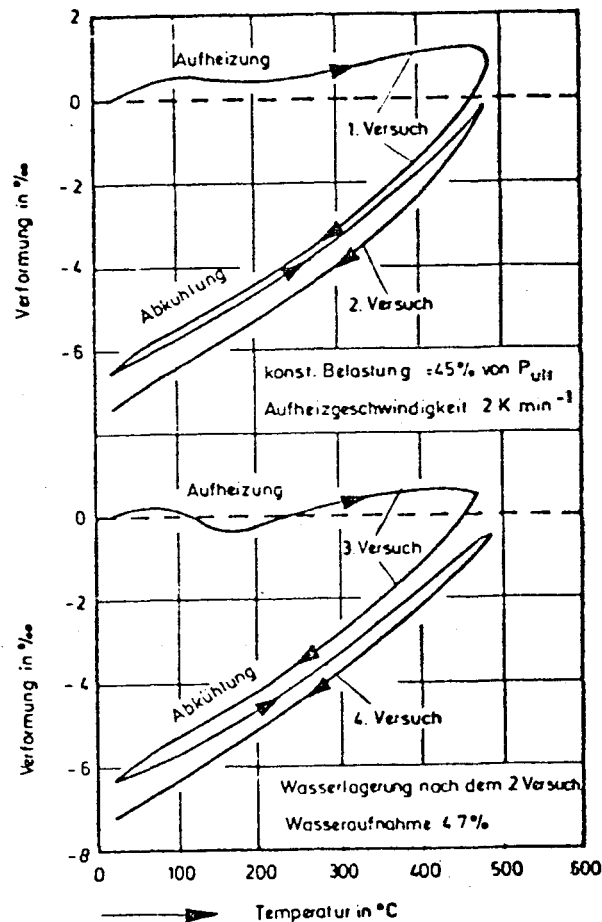


Bild 11: Verformung von periodisch beheizten Betonprobekörpern bei zwischenzeitlicher Wasserlagerung

Deformation of cyclically heated concrete under load with intermediate water curing

Déformation des éprouvettes de béton périodiquement chauffées soumises à une cure intermédiaire à l'eau

belastung zu einer gewissen Materialverdichtung führt, wodurch der innere Reibungsbeiwert der Matrix in vorteilhafter Weise verändert wird, so daß derartig große Verformungen überhaupt erst möglich werden. Haufwerkstheoretische Ansätze sollen demnächst versuchsweise auf dieses Problem angewandt werden, aus denen sich ergeben wird, ob diese Vermutung, bei Einführung sinnvoller Reibungsbeiwerte, bestätigt werden kann.

4. Schlußbetrachtung und Ausblick

Aufgrund der Heterogenität des Betons ist es schwierig, die aus der Kontinuumsmechanik entlehnten Begriffe für das Phänomen der zeitabhängigen Verformung unter konstanter Last und des zeitabhängigen Abfalls der inneren Spannungen bei festgehaltener Verformung - Kriechen und Relaxation - auf seine besondere Verhaltensweise unter mechanischer Beanspruchung zu übertragen. Naturgemäß wird das Verformungsverhalten des Betons durch die Eigenschaften der am Gesamtsystem beteiligten Einzelkomponenten und Phasen beeinflusst, was im Fall instationärer Wärmebeanspruchung aufgrund der damit verbundenen physikalischen und chemischen Umsetzungen zu äußerst komplexen Erscheinungsformen führt. In [19] wird darauf hingewiesen, daß die Gesamtverformung von Beton unter Brandbeanspruchung aus 4 bis 5 Einzelverformungen zusammengesetzt werden kann. Allerdings ist es nicht möglich, diese Verformungsanteile im Experiment voneinander getrennt zu ermitteln, so daß über die Größenordnung der verschiedenen Anteile z. Z. noch keine Klarheit besteht.

Für numerische Untersuchungen an Stahlbetonbauteilen unter Brandbeanspruchungen erscheint es zweckmäßig und gangbar, die lastabhängigen und lastunabhängigen Verformungsanteile voneinander zu trennen. Es ist jedoch fraglich, ob es genügt, die lastabhängigen Verformungen allein aufgrund von Messungen im stationären Fall z. B. entsprechend der Versuchsart I nach Abschnitt 1.2 (vgl. Bild 4 und 5) zu bestimmen. Die vorliegenden Untersuchungen deuten darauf hin, daß die im instationären Fall durchgeführten Messungen nach der Versuchsart III (vgl. Bild 9) eher geeignet sind, das Betonverhalten im Hinblick auf Verformungen im Brandfall wiederzugeben. Hierüber sollen in nächster Zeit numerische Untersuchungen durchgeführt werden.

Soweit die vorliegenden Messungen mit aus der Literatur bekannten Werten verglichen werden konnten, ergaben sich gute Übereinstimmungen. Interessant und von praktischer Bedeutung ist die Feststellung, daß die Bruchstauchungen der hier untersuchten Normalbetone und Leichtbetone bei hohen Temperaturen ungefähr die gleiche Größe besitzen. Auf die erheblichen

Streuungen bei derartigen Messungen sei in diesem Zusammenhang jedoch ausdrücklich hingewiesen.

Der Frage der Zwängungen wird im Hinblick auf Kräfteumlagerungen bei Gebäudebränden besondere Bedeutung beigemessen. Es ist deshalb auch geplant, die Untersuchungen auf diesem Gebiet fortzusetzen und diese auch durch Großversuche an dehnungsbehinderten Stahlbetonplatten zu ergänzen. Die hier vorgelegten Messungen deuten darauf hin, daß im Brandfall die Zwängungen in dehnungsbehinderten Bauteilen u. U. ein Maximum durchlaufen und daran anschließend wieder abnehmen, ohne daß es unbedingt zum Versagen der Bauteile kommen muß. Allerdings kommt dieser Effekt nach den vorliegenden Messungen erst bei mittleren Betontemperaturen von über 450 °C zum Tragen, d. h. in einem Bereich, in dem die Stahlbewehrung im allgemeinen bereits die Fließtemperatur erreicht und die Tragfähigkeit der Stahlbetonbauteile schon aus diesem Grunde nicht mehr gewährleistet ist.

Abschließend sei erwähnt, daß es aufgrund der geschilderten Zusammenhänge z. Z. nicht möglich erscheint, das Verformungsverhalten des Betons unter instationärer Wärmebeanspruchung analytisch zu beschreiben, und die vorliegende Untersuchung kann deshalb auch nur dazu dienen, unser Verständnis für das außerordentlich komplexe Verhalten des Betons unter Brandbeanspruchung zu vertiefen. Neue Materialgesetze, die eine über die funktionale Beschreibung hinausgehende allgemeine Bedeutung haben, lassen sich aus den vorliegenden Messungen zunächst nicht gewinnen. Es ist daher grundsätzlich erforderlich, die empirischen Hochtemperaturuntersuchungen an Betonen durch theoretische Arbeiten zu ergänzen bzw. zu erweitern, um die experimentellen Ergebnisse mittels geeigneter werkstofftheoretischer Vorstellungen zu generalisieren und damit zu neuen Lösungen, z. B. neuartigen Materialgleichungen, zu gelangen. Von großem Interesse wäre z. B. eine Anwendung der aus der Bruchmechanik bekannten Ansätze auf die Hochtemperaturprobleme, und auch haufwerkstheoretische Untersuchungen könnten zu neuen Lösungen führen.

Rheologische Untersuchungen [24] haben ergeben, daß das Verhalten von Beton im Brandfall möglicherweise durch besondere Hochtemperaturmodelle beschrieben werden kann. Die hierzu entwickelten "rheologischen" Modelle

lassen nicht nur, wie von herkömmlichen Modellen bekannt, eine Beschreibung zeitabhängiger Verformungsprozesse bei konstanten Temperaturen zu, sondern sind darüber hinaus geeignet, sowohl zeitabhängige als auch temperaturabhängige physikalische und chemische Umsetzungen mit in die Berechnungen einzubeziehen, wodurch sich naturgemäß eine erhebliche Erweiterung ihres Anwendungsbereiches ergibt. Die in diesem Zusammenhang durchgeführten Untersuchungen stehen noch am Anfang, es wird jedoch erwartet, daß diese Methode zukünftig mit als Grundlage zur analytischen Beschreibung des Hochtemperaturverhaltens von Beton im Brandfall herangezogen werden kann. Dieses wäre im Hinblick auf die Interpretation und weitere Anwendung von Verformungsmessungen, die, wie im vorliegenden Fall, bei instationären Temperaturen durchgeführt wurden, von erheblicher theoretischer und praktischer Bedeutung.

5. Zusammenfassung

Im vorliegenden Bericht wurde über experimentelle Hochtemperaturuntersuchungen an Normalbetonen auf Portlandzementbasis berichtet, die besonders im Hinblick auf die Berechnung von Stahlbetonbauteilen unter Brandbeanspruchung durchgeführt wurden. Zu diesem Zweck wurde eine Hochtemperaturprüfanlage für Betonproben mit relativ großen Abmessungen entwickelt. Im Vordergrund der Untersuchungen stand das Verformungsverhalten des Betons unter instationärer Wärmebeanspruchung, weil darüber bisher verhältnismäßig wenig Arbeiten vorliegen.

In den Untersuchungen wurden drei unterschiedliche Prüfmethoden angewandt. Eine größere Anzahl von Versuchen diente der Ermittlung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von Normalbeton bei hohen Temperaturen. Soweit die ermittelten Werte mit Versuchsergebnissen anderer Forscher verglichen werden konnten, ergaben sich gute Übereinstimmungen.

Aufgrund eines neu entwickelten Dilatometersystems war es möglich, Zwängungsuntersuchungen an beheizten, einachsigt belasteten Betonproben durchzuführen. Es wurde festgestellt, daß die Zwängungskräfte zwischen 100 und 200 °C ein relatives Maximum erreichen, danach kurzzeitig etwas zurückgehen, schließlich

Jedoch wieder ansteigen, wobei maximale Zwängungskräfte von ungefähr 70 % der Kurzzeitbruchlast bei Raumtemperatur auftreten. Das Zwängungsmaximum wird bei Temperaturen um 450 °C erreicht. Bei Temperaturen über 500 °C überwiegen Kriechen und Relaxation, d. h. selbst wenn die Betontemperaturen weiter ansteigen, so nehmen die Zwängungskräfte doch fortlaufend ab. Dieser Effekt konnte durch die thermisch bedingte Desintegration der Betonstruktur erklärt werden.

Verformungsmessungen an linear aufgeheizten Betonproben unter konstanter Belastung haben ergeben, daß während der Aufheizphase beachtliche Kriechverformungen auftreten. Bei langsamer Abkühlung der belasteten Proben wurden außerdem Stauchungen zwischen 8 und 14 ‰ beobachtet. Bei periodischer Aufheizung und Abkühlung von Betonproben ändert sich das Verformungsverhalten nach dem 1. Temperaturzyklus erheblich, wobei das im Beton vorliegende physikalisch und chemisch gebundene Wasser von maßgebender Bedeutung zu sein scheint.

Die Versuchsergebnisse deuten darauf hin, daß genaue Berechnungen von Stahlbetonbauteilen bzw. -bauwerken unter Brandbeanspruchung nur unter Berücksichtigung der sich bei instationärer Wärmebeanspruchung fortlaufend ändernden Materialeigenschaften sinnvoll sind. Es ist deshalb erforderlich, die vorliegende Arbeit durch weitere experimentelle, aber auch theoretische Untersuchungen zu ergänzen, um die Voraussetzungen für zufriedenstellende Lösungen zu schaffen.

Summary

Up to now fire resistance of load bearing structural members has generally been determined by experiments. Now - owing to computers of high capacity we have got a powerful instrument to predict the behaviour of structures and building elements under fire. It became apparent, however, that even calculations of simple members often lead to misleading results. These experiences resulted in an increasing demand for getting informations on material properties. Therefore valueable experimental work has been executed during the last decade and a lot of test results are available. Nevertheless several problems remained unsolved. It should be mentioned

for example, that nearly all of the high temperature tests have been executed under steady state conditions, whereas the transient state which characterizes the fires in buildings was not really taken into account up to now. It is necessary to consider this fact when talking about materials properties in connection with building fires.

In this report the latest results of high temperature experiments with concrete specimens are presented. For this purpose a special test equipment was designed to record the time-dependent strains of loaded concrete specimens during successive heating and cooling cycles. Considerable creep effects appeared during the first heating cycles and after the first cooling down periods compressive strains between 8 and 14 ‰ have been observed. In spite of these strains no failure occurred during the tests.

The same test equipment has been used to test restrained concrete specimens. Within the temperature range of 100 to 200 °C restraint forces attained their first maximum. After a short period of decrease, restraint forces increased rapidly up to nearly 70 % of ultimate load. At temperatures exceeding 450 °C creep and relaxation effects seem to prevail, i. e. despite of increasing temperatures restraint forces decrease due to internal desintegration of matrix material.

It is assumed that theoretical investigations in the fire field may be successful if a creep law is applied taking the transient state into account. The results presented may be considered to be a first step on this way.

6. Literaturverzeichnis

- [1] Zoldners, N.G.: Effect at high temperatures on concrete incorporating different aggregates. Proc. ASTM 60, S. 1087 ff, (1960).
- [2] Davis, H.S.: Effect of high-temperature exposure on concrete. Mat. Res. + Stand., Vol. 7, No. 10, S. 452 ff, (1967).
- [3] Dougill, J.W.: An investigation into the residual compressive strength of concrete after exposure to high temperature. M. Sc.-Thesis, University London, (1960).
- [4] Harada, T.: Fire resistant properties of concrete with varying rock characters of aggregate. (Persönliche Mitteilung an Prof. Kordina, unveröffentlicht), (1971).
- [5] Malhotra, H.L.: The effect of temperature on the compressive strength of concrete. Magazine of Concrete Research 8, 23, S. 84 ff, (1956).
- [6] Abrams, M.S.: Compression strength of concrete at temperatures to 1600 F, ACI, SP 25-2, (1969).
- [7] Thelandersson, S.: Effect of high temperatures on tensile strength of concrete. Inst. of Techn., Lund, (1971).
- [8] Philleo, R.: Some physical properties of concrete at high temperatures. J. ACI, No. 54-47, S. 857 ff, (1958).
- [9] Cruz, C.R.: Elastic properties of concrete at high temperatures. J. PCA. Research and Development Laboratories, Vol. 8, Nr. 1, S. 37 ff, (1966).
- [10] Marechal, J.C.: Variations in the modulus of elasticity and poisson's ratio with temperature. ACI Int. Sem. on CNR, Berlin, (1970).
- [11] Sullivan, P.J., and Poucher, M.P.: The influence of temperature on the physical properties of concrete and mortar in the range 20 °C to 400 °C. Symposium ACI, Detroit, S. 103 ff, (1971).
- [12] Furamura, F.: Stress-strain relationship in compression of concrete at high temperatures. Trans. Arch. Inst. Tokyo, Nr. 174, 1, (1970).
- [13] Weigler, H., und Fischer, R.: Beton bei Temperaturen von 100 bis 750 °C. Mehmel-Festschrift. Beton-Verlag G.m.b.H., Düsseldorf, S. 87 ff, (1967).

- [14] Harmathy, T.Z.,
u. Berndt, J.E.: Hydrated Portland cement and lightweight concrete at
elevated temperatures. J. ACI, No. 63-4, S. 93 ff,
(1966).
- [15] Cruz, C.R.: Apparatus for measuring creep of concrete at high
temperatures. J. PCA, S. 36 ff, (1968).
- [16] Marechal, J.C.: Le fluage du béton en fonction de la température.
Rilem Colloquium, (1968).
- [17] Gross, H.: On high-temperature creep of concrete. 2nd Int. Conf.
on Struct. a. Mech. in Reactor Techn., Vol. 3, Part
H 6/5, Berlin, (1973).
- [18] Waubke, N.V.: Über einen physikalischen Gesichtspunkt der Festig-
keitsverluste von Portlandzementbetonen bei Tempera-
turen bis 1000 °C. Schriftenreihe des SFB 148, Heft 2,
S. 1 ff, Braunschweig, (1973).
- [19] Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normal-
betonen bei hohen Temperaturen. Dissertation TU Braun-
schweig, (1973).
- [20] Thelandersson, S.: Bericht - vorgetragen auf dem 11. CIB WG 14-Meeting,
Braunschweig, (1974).
- [21] Akhtarruzaman, A.A.: The effect of transient and steady state temperature
on concrete. Ph. P. Thesis, University of London, (1973).
- [22] Issen, L.A.,
Gustaferro, A.H., u. estimating thermal restraint forces. ASTM STP 464,
Carlson, A.A.: S. 153 ff, (1970).
- [23] Selvaggio, S.L., u. Restraint in fire tests of concrete floors and roofs.
Carlson, C.C.: ASTM STP 422, S. 21 ff, (1967).
- [24] Kordina, K.,
Schneider, U., u. Zur Hochtemperaturrheologie von Normalbeton. Heft 3 der
Waubke, N.V.: Schriftenreihe des SFB 148, S. 112 ff, Braunschweig,
(1974).
- [25] Endell, K.: Versuche über Längen- u. Gefügeänderungen von Beton-
zuschlagstoffen und Zementmörteln unter Einwirkung
von Temperaturen bis 1200 °C. Schriftenreihe des
DAfStb, Heft 60, Berlin, (1928).
- [26] Winkler, E.M.: Stone: Properties, durability in man's environment.
Springer-Verlag, Wien, (1973).